

INFLUÊNCIA DE DETONAÇÕES DE EXPLOSIVOS NA RESISTÊNCIA ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS

Ricardo Reis

Aluno de Mestrado
Instituto Politécnico de Setúbal
ricardo.miguel.reis@estudantes.ips.pt

Cristina Oliveira

Professor Adjunto
Instituto Politécnico de Setúbal
cristina.oliveira@estbarreiro.ips.pt

SUMÁRIO

As detonações de massas de explosivos provocam a transmissão de energia através da propagação de ondas sísmicas ao longo do solo. As acelerações induzidas no solo poderão provocar danos estruturais dependendo da quantidade de explosivo detonada, posição em que esta detonação ocorre e do meio de propagação [1]. Neste artigo apresentam-se os ensaios realizados com detonações de explosivos com várias cargas e a várias distâncias, analisando-se a influência das detonações em estruturas assimiláveis a um grau de liberdade. Para tal, aplicou-se o processo proposto no AASTP-4 [2], determinando a influência de danos em sistemas estruturais, integrando na sua análise os fatores que interagem nas suas mais diversas vertentes, para avaliação dos danos produzidos ou previsíveis nos sistemas estruturais. Foram também geradas simulações das ações de base, de eventos impulsivos, para análise das estruturas modeladas.

ABSTRACT

Explosive mass detonations cause the transmission of energy through the propagation of seismic waves in the ground. These induced accelerations in the ground can cause structural damage depending on the net explosive quantity, the location in which this detonation occurs and the geological propagation substratum. In this article we present the tests carried out with detonations of explosives with different loads and distances, analysing the influence of detonations on structures assimilable to a one degree of freedom. For this, the process proposed in AASTP-4 [2] was applied, determining the influence of damages in structural systems, integrating in its analysis the factors that interact in its most diverse aspects, in order to evaluate the damages produced or foreseen in the structural systems. Simulations of base actions, of impulsive events, were also generated to analyse the modeled structures.

PALAVRAS-CHAVE: Propagação de Ondas Sísmicas, Ground Shock, Massa Líquida de Explosivo, Velocidade Pico Partícula, Detonações de explosivos

1. INTRODUÇÃO

De acordo com [3], quando uma massa de explosivo é detonada, seja num orifício ou em locais à superfície e desprovidos de qualquer proteção, os maciços rochosos envolventes ou mesmo as massas de matéria próximas, são fraturadas e alteradas de forma permanente. Esta libertação súbita de energia, a certa distância da zona de explosão, somente interfere no meio envolvente através de deslocamentos e clivagem de solo, continuando a sua propagação pelos maciços existentes com efeitos de vibração induzida no solo. Esta energia reduz-se de intensidade e efeitos com a distância ao local onde é gerada.

A energia transmitida pelo *ground shock*, sob a forma de ondas sísmicas, atinge, a curtas distâncias, níveis de vibrações suficientemente capazes de gerar danos estruturais em edificações, que poderão provocar efeitos desde perturbações dos seus habitantes até ao limite da resistência estrutural e o colapso das estruturas [3].

1.1 Solicitações dinâmicas impostas pelo ground shock

Para quantificação da análise de risco, tendo por base o *ground shock* resultante de uma explosão súbita de um local de armazenamento de explosivos e munições, deve ser seguida a metodologia proposta no *Manual on explosives safety risk analysis* [2], tendo em consideração todos os fatores que afetam a sua propagação e assumindo os parâmetros que afetam significativamente a resposta dos sistemas estruturais dos edifícios. A Fig. 1-1 representa de forma esquemática a metodologia, para quantificação de danos nos edifícios proporcionados por eventos induzidos pelo *ground shock* [2].

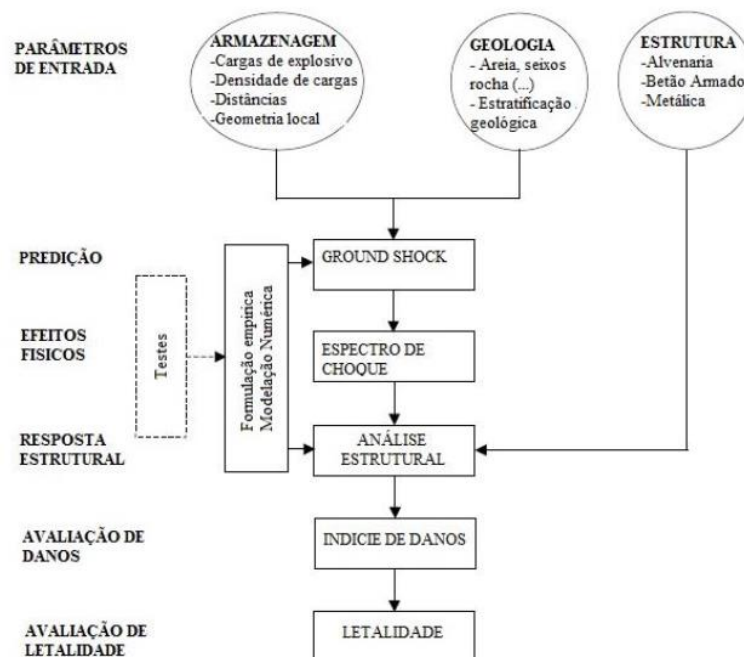


Fig. 1-1 Processo de análise para determinação do índice de danos e letalidade imposto pelo *ground shock*

1.2 Objetivos

A realização de detonações de massas explosivas, quer em ambientes de operações militares, quer em operações de construção civil, requer a todos os níveis um conhecimento técnico

consolidado e reconhecido, que garante a realização de operações com elevados padrões de segurança, de pessoas e bens. Por vezes o uso de substâncias explosivas, assume-se como uma das tarefas mais importantes, remetendo para segundo plano a importância dos efeitos causados pelas detonações. É neste sentido que o presente artigo se insere, percecionando o impacto causado pelas detonações, na propagação dos seus efeitos pela sua quantificação, constituindo uma substancial motivação com a revisão da NP 2074 [4], num tema com algum grau de complexidade.

Relata-se a realização de uma campanha experimental realizada numa estrutura assimilável a um grau de liberdade quando sujeita a acelerações induzidas pela detonação de massas de explosivos de quantidade variável e distâncias variáveis. Uma vez calibrado o modelo da estrutura num programa de cálculo automático com os resultados experimentais obtidos, e tendo estabelecido relações entre a quantidade de massa de explosivo, localização das detonações e eventuais danos estruturais, foi possível gerar cenários distintos explorando uma maior gama de valores para que seja possível, de uma forma assertiva, a quantificação dos efeitos gerados.

2. CAMPANHA EXPERIMENTAL

2.1 Edifício de ensaio

De acordo com a NP EN 1998-1 [5], a conceção de edifícios deve obedecer a requisitos fundamentais, para que o dimensionamento do seu sistema estrutural, satisfaça os critérios sísmicos do local onde será realizado. Essa abordagem permitiu a escolha para a campanha experimental dos edifícios, pela sua facilidade de modelação, calibração e simulações das ações base sísmicas, proporcionando um princípio orientador, destacando-se:

- (a) Simplicidade Estrutural, caracterizando-se pela existência de trajetórias claras, e diretas na transmissão das forças sísmicas. A esta simplicidade está associada uma menor incerteza, devido ao facto de o seu comportamento sísmico ser normalmente mais fiável e previsível;
- (b) Uniformidade, simetria e redundância da estrutura, representada por uma regularidade e distribuição em planta, e em altura dos elementos estruturais, eliminando a existência de zonas de maior rigidez e, portanto acumulação de tensões. A distribuição de massas e elementos estruturais, elimina ainda excentricidades entre os centros de massa e rigidez, mitigando à partida efeitos de torção;
- (c) Resistência e rigidez nas duas direções, característica resultante da idealização da uniformidade e simetria, permitindo resistir ao fenómeno bidirecional, capacitando o sistema estrutural à resistência pelas ações horizontais, de forma semelhante em qualquer direção;
- (d) Resistência e rigidez à torção, resistência que permite limitar os efeitos de torção, devidos a solicitações não uniformes dos diferentes elementos estruturais;
- (e) Ação diafragma ao nível dos pisos, critério de extrema importância, uma vez que são estes elementos que recebem e transmitem as forças de inércia aos sistemas estruturais verticais e garantem a sua solidariedade às solicitações de sísmicas horizontais;
- (f) Fundações adequadas, capazes de receber e transmitir as ações do sistema estrutural, assegurando uma excitação sísmica uniforme de toda a estrutura do edifício, atendendo à sua ligação por elementos de fundação (ensoleiramento ou vigas de fundação).

Na Fig. 2-1, apresenta-se, de forma esquematizada, dois modos de vibração de uma torre, onde $a_g(t)$ representa a aceleração do solo, transmitida pelas vibrações impulsivas.

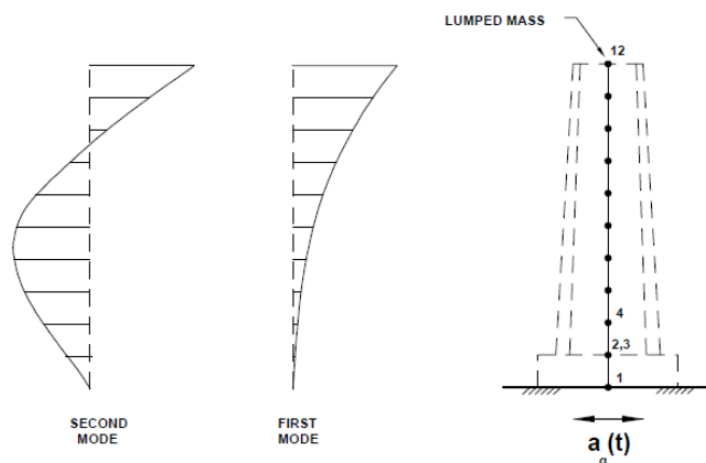


Fig. 2-1 Simplificação de modelo estrutural para análise de efeitos de vibrações impulsivas (Department of the Army 1999 [1])

O edifício de estudo consiste numa torre de observação de um piso, constituídos por elementos estruturais em betão C25/30.

2.2 Estado de conservação do edifício

O levantamento de patologias nos edifícios suscetíveis de serem expostos ao ground shock, forneceu informação relevante quanto ao estado de degradação, avaliando o seu desempenho estrutural, constatando-se a “utilização vs. resposta” quando excitados pelas vibrações de origem impulsiva. Após uma inspeção visual, o edifício escolhido não apresentava elementos estruturais com danos advindos da sua exposição a estas vibrações mesmo estas serem experimentados com alguma frequência, apresentando somente anomalias de durabilidade. Entre as anomalias de durabilidade verificadas encontram-se as de exposição dos sistemas estruturais aos elementos ambientais nomeadamente o ataque pelos sulfatos Fig. 2-2, cloretos e corrosão das armaduras de canto e Fig. 2- e Fig. 2-4.



Fig. 2-2 Ataque cloretos/sulfatos (lixiviação), na laje

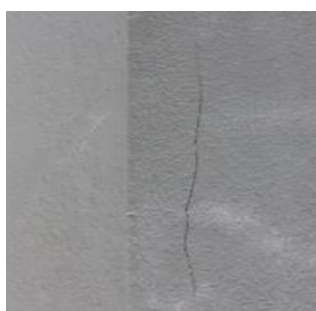


Fig. 2-3 Corrosão /carbonatação nas armaduras



Fig. 2-4 Reparação do betão

2.3 Frequências Próprias de vibração

Para determinação dos modos de vibração que correspondem às frequências de vibração predominantes nos sistemas estruturais em ensaio, foram efetuados ensaios *in situ*, que permitiram a recolha de registos de vibrações ambientes. O procedimento de recolha e processamento destes registos, foram efetuados tendo como base o preconizado em [6],

relativo ao procedimento experimental para a realização de ensaios de caracterização dinâmica de estruturas.

Para compreensão dos fenómenos de vibração através dos resultados dos ensaios obtidos, é possível, de uma forma rápida, obter os valores máximos de vibração no respetivo espectro FFT (Fast Fourier Transform), através da interface gráfica obtida pelo software ViewWave [7], como apresentado nos Gráficos 2-1 e 2-2. No entanto, recorreu-se também ao método explicitado por Monteiro & Bento, no Procedimento Experimental para Realização de Ensaios de Caracterização Dinâmica de Estruturas a partir do Excel (Microsoft, 2003) do Windows [6].

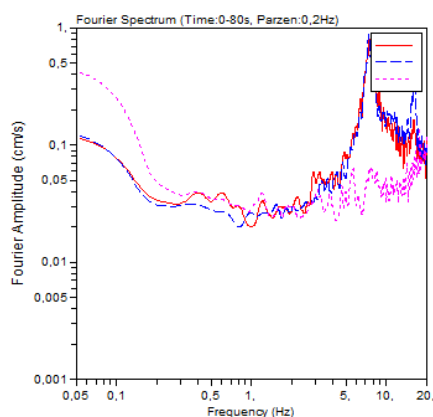


Gráfico 2-1 Transformada Rápida de Fourier 3º ensaio antes de evento em T3 (FONTE: ViewWave)

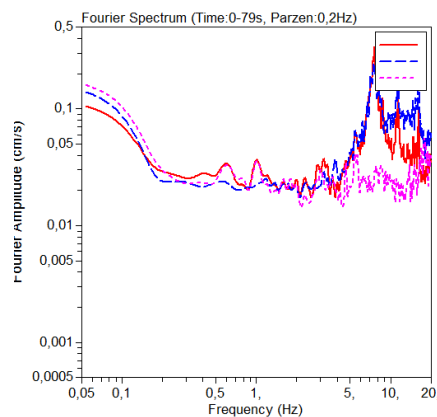


Gráfico 2-2 Transformada Rápida de Fourier 3º ensaio antes de evento em T3 (FONTE: ViewWave)

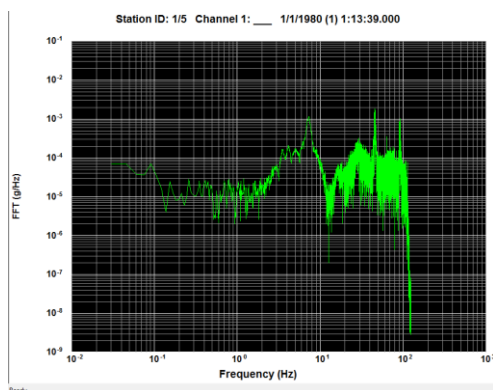


Gráfico 2-3 Transformada Rápida de Fourier em função da frequência, 2º ensaio antes de evento em T3 Canal 1 (X)

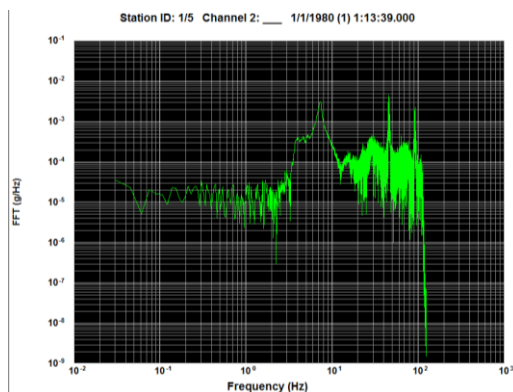


Gráfico 2-4 Transformada Rápida de Fourier em função da frequência, 2º ensaio antes de evento em T3 Canal 2 (Y)

O interface do programa SMA (*Strong Motion Analyst*), apresentado no Gráfico 2-3 e 2-4, permitiu processar os registos dos eventos gerados nos ensaios, pelo modelo ETNA, da marca Kinemetrics (ficheiros do tipo *.evt), utilizando como método de integração para determinação dos valores máximos de vibração no respetivo espectro, a Transformada Rápida de Fourier. Os modos de vibração que representam mais de 90% da massa da estrutura são os das Figuras 2-5, 2-6 e 2-7.

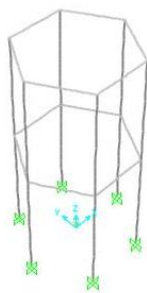


Fig. 2-5 1º Modo de Vibração
(Fonte: SAP2000)

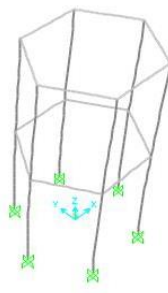


Fig. 2-6 2º Modo de vibração
(Fonte: SAP2000)

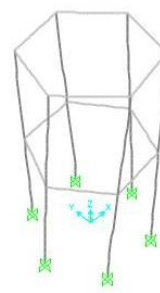


Fig. 2-7 3º Modo de Vibração
(Fonte: SAP2000)

Recorrendo ao programa de cálculo automático SAP2000, efetuou-se a modelação tridimensional da estrutura. Para a calibração destes modelos, foram efetuados ensaios *in situ*, recorrendo ao acelerómetro triaxial. Apresenta-se na Tabela 2-1 os resultados da análise modal obtida no modelo para os 5 primeiros modos de vibração.

Tabela 2-1 Análise modal da estrutura e fatores de participação da massa para a estrutura (Fonte SAP2000)

ANÁLISE MODAL			PARTICIPAÇÃO DA MASSA NO MODO DE VIBRAÇÃO			PARTICIPAÇÃO DA MASSA ACUMULADA		
Modo Vibração	Período [s]	Frequência [Hz]	Massa em X [%]	Massa em Y [%]	Massa em Z [%]	Massa em X [%]	Massa em Y [%]	Massa em Z [%]
1	0,123	8,137	47,67%	42,39%	0,00%	48%	42%	0%
2	0,123	8,137	42,39%	47,67%	0,00%	90%	90%	0%
3	0,094	10,690	0,00%	0,00%	0,00%	90%	90%	0%
4	0,023	42,761	0,00%	0,00%	0,00%	90%	90%	0%
5	0,023	43,250	0,95%	8,60%	0,00%	91%	99%	0%

2.4 Detonações de massas de explosivos

A realização dos ensaios para obtenção dos parâmetros físicos característicos da vibração do edifício em estudo, foram efetuados entre dezembro de 2016 e março de 2017, realizando-se vários ensaios com diferentes massas líquidas de explosivos detonados, onde se destaca o padrão de 100 Kg e 200 Kg de TNT equivalente. A colocação do equipamento de registo, o acelerómetro triaxial, foi alternadamente efetuado ora na base das fundações (cota de soleira) ora na laje de cobertura e piso [8,9], sendo obtidos os valores característicos por eventos de detonação apresentados nas Tabela 2-2 e Tabela 2-3. Embora tenham sido realizadas várias leituras, para rastreabilizar efeitos e suas magnitudes, somente a designada como torre 3, serviu para modelação, devido á magnitude da ação base ser residual nos restantes casos. A gama de resultados obtidos foi recolhida com frequências de leitura de 250 Hz, sendo a sua representatividade resumida de acordo com a NP 2074 [4] pelo maior valor absoluto medido durante o período em que ocorre o evento.

Tabela 2-2 Velocidade de Pico de Partícula obtidos nas fundações em [mm/s]

local	R [m]	MLE _{TNT} [Kg]	t(s)	V _x (t) [mm/s]	V _y (t) [mm/s]	V _z (t) [mm/s]	V máx [mm/s]
TORRE 3	2390	200	21,460	-0,460	0,055	-0,257	0,530
TORRE 3	2390	200	21,280	-0,104	-0,785	-0,143	0,805

local	R [m]	MLE _{TNT} [Kg]	t(s)	V _x (t) [mm/s]	V _y (t) [mm/s]	V _z (t) [mm/s]	V máx [mm/s]
TORRE 3	2390	200	21,216	-0,390	0,179	-0,394	0,583
TORRE 4	2010	100	33,448	-0,365	-0,046	0,078	0,376
TORRE 4	2010	100	31,836	0,038	0,256	0,122	0,286
TORRE 4	2010	100	31,880	-0,042	0,109	0,235	0,262
TORRE 4	2010	200	28,476	-0,387	-0,063	0,105	0,406
TORRE 4	2010	200	28,084	-0,166	-0,295	-0,006	0,339
TORRE 4	2010	200	28,212	0,229	-0,046	-0,240	0,335
TORRE LT2	2680	100	78,996	0,208	0,155	-0,045	0,263
TORRE LT2	2680	100	22,524	-0,125	-0,262	-0,042	0,293
TORRE LT2	2680	100	78,292	0,023	-0,141	-0,093	0,170
TORRE LT2	2680	100	75,720	-0,172	-0,275	-0,074	0,333
TORRE LT2	2680	100	75,952	-0,150	-0,296	-0,064	0,338
TORRE LT2	2680	100	44,612	-0,122	-0,215	-0,082	0,260

Tabela 2-3 Velocidades de Pico de Partícula obtidos nos topos dos sistemas estruturais em [mm/s]

local	R [m]	MLE _{TNT} [Kg]	t(s)	V _x (t) [mm/s]	V _y (t) [mm/s]	V _z (t) [mm/s]	V máx [mm/s]
TORRE 3	2390	200	28,468	-0,706	-1,729	-0,075	1,869
TORRE 3	2390	200	28,404	0,603	2,064	-0,371	2,182
TORRE 3	2390	200	28,340	-0,415	-1,376	0,460	1,509
TORRE 4	2010	200	27,888	-1,983	0,163	0,135	1,994
TORRE 4	2010	200	27,476	-0,654	-2,895	0,050	2,968
TORRE 4	2010	200	27,308	-0,764	-2,377	0,353	2,522

2.5 Relação dos acelerogramas com massa de explosivo detonada

No tratamento dos resultados, torna-se importante a verificação da relação dos acelerogramas gerados com as massas explosivas detonadas (sem temporização entre detonações) servindo de base numa retroanálise com as ações geradas durante os eventos. Esta predição da massa de explosiva detonada foi efetuada de acordo com a revisão de bibliografia [10], conforme descrito na Tabela 2-4 para a distância do local das detonações de 2390 metros.

Tabela 2-4 - Relação de acelerogramas simulados com as massas de explosivo

MLE _{TNT} [Kg]	Acelerograma	t(s)	V máx [mm/s]	MLE _{TNT} [Kg] Previsto para V máx		
				Good Rock	Fair Rock	Poor Rock
200 Kg	TH REAL	21,460	0,530	-	-	-
200 Kg	TH REAL	21,280	0,805	-	-	-
Simulação	TH (X) SIM 1.5	21,460	0,795	79,0	133,9	213,5
Simulação	TH (Y) SIM 1.5	21,280	1,207	100,9	164,9	255,3
Simulação	TH (X) SIM 2.0	21,460	1,060	93,5	154,5	241,4
Simulação	TH (Y) SIM 2.0	21,280	1,609	119,4	190,3	288,7
Simulação	TH (X) SIM 2.5	21,460	1,324	106,5	172,7	265,6
Simulação	TH (Y) SIM 2.5	21,280	2,012	136,0	212,6	317,5

MLE _{TNT} [Kg]	Acelerograma	t(s)	V máx [mm/s]	MLE _{TNT} [Kg] Previsto para V máx		
				Good Rock	Fair Rock	Poor Rock
Simulação	TH (X) SIM 3.0	21,460	1,589	118,5	189,1	287,1
Simulação	TH (Y) SIM 3.0	21,280	2,414	151,3	232,8	343,3
Simulação	TH (X) SIM 3.5	21,460	1,854	129,7	204,2	306,7
Simulação	TH (Y) SIM 3.5	21,280	2,816	165,6	251,3	366,6
Simulação	TH (X) SIM 4.0	21,460	2,119	140,2	218,2	324,7
Simulação	TH (Y) SIM 4.0	21,280	3,219	179,1	268,6	388,2
Simulação	TH (X) SIM 4.5	21,460	2,384	150,2	231,3	341,4
Simulação	TH (X) SIM 4.5	21,280	3,621	191,8	284,8	408,2
Simulação	TH (X) SIM 5.0	21,460	2,649	159,8	243,8	357,2
Simulação	TH (Y) SIM 5.0	21,280	4,023	204,0	300,1	427,0

2.6 Índice de danos

A determinação do índice de danos, traduz a redução da frequência natural da estrutura após eventos, pela propagação do *ground shock*, onde se destacam os ensaios à *posteriori* na estrutura, com vista à determinação da frequência natural do sistema estrutural. Assim os resultados obtidos pelas várias metodologias de cálculo [6.7], referem uma amplitude de valores entre 7.6 ± 0.20 Hz entre realizados. Por comparação com o índice de danos da Tabela 2-5 verifica-se um índice de danos de aproximadamente 0,03. No entanto, de acordo com [5], decorrente da análise do modelo estrutural, verifica-se que a perda de rigidez dos elementos à qual corresponderia uma frequência natural pós-evento de 7.4 Hz traduz uma perda de aproximadamente 5% da sua elasticidade, uma vez que a inércia dos elementos se mantém inalterável. Esta aparente diminuição da frequência natural determinada pelas leituras e registos, representam para uma frequência natural de 7.6 Hz e 7.4 Hz, respetivamente 28.0 GPa e 26.5 GPa quanto ao módulo de elasticidade do betão.

Tabela 2-5 Determinação da frequência pós evento necessária para enquadramento no índice de danos

Frequência Natural [Hz]		Índice de danos	Perda rigidez
Antes evento	Pós evento		
7,6	7,40	0,03	2,63%
7,6	6,90	0,09	9,21%
7,6	6,40	0,16	15,79%
7,6	5,90	0,22	22,37%
7,6	5,40	0,29	28,95%
7,6	4,90	0,36	35,53%
7,6	4,40	0,42	42,11%
7,6	3,90	0,49	48,68%
7,6	3,40	0,55	55,26%
7,6	2,90	0,62	61,84%
7,6	2,40	0,68	68,42%
7,6	1,90	0,75	75,00%
7,6	1,40	0,82	81,58%
7,6	0,90	0,88	88,16%
7,6	0,40	0,95	94,74%

3. CONCLUSÕES

A previsão de valores representativos das ações diretas e indiretas, resultantes da libertação de energia gerada pelas detonações, permitiu através da criação de várias simulações concluir que os efeitos destas ações variam em função do tempo, conforme o caso do impulso lateral (ação base pressão pelo efeito de sopro). No entanto, é um valor residual que se faz representar sob a forma de pressões nas superfícies exteriores dos sistemas estruturais, para as distâncias consideradas. No sistema estrutural designado no ensaio foram previstas pressões laterais na ordem dos 0.0001 MPa o que corresponde a uma ação de 0.1 KN/m², para o cenário mais crítico de detonações de massas de 300 Kg de TNT. No que respeita ao meio de propagação destas ações, são significativas as perdas geradas pela passagem em zonas de maior rugosidade aerodinâmica do solo, que contribuem para a sua diminuição, nomeadamente pela existência de vegetação densa. Conclui-se assim que estes efeitos não interferem significativamente na perturbação do sistema estrutural para a distância considerada e, portanto não foram tidas em conta como ações no cálculo dos modelos estruturais.

Este trabalho permitiu aplicar o processo proposto no AASTP-4 [2] , determinando a influência de danos em sistemas estruturais integrando na sua análise os fatores que interagem nas suas vertentes para avaliação dos danos produzidos ou previsíveis. As massas líquidas de explosivos, a geologia do meio de propagação e os sistemas estruturais em análise, foram conjugados pela afetação dos efeitos físicos da propagação impostas pelas vibrações no solo, quer de uma forma real através de ensaios quer por simulações produzidas por acelerogramas gerados. A realização deste processo permitiu, com a obtenção de registos *in situ*, gerar um modelo similar ao sistema estrutural da estrutura considerada, no qual foram aplicadas as ações base de origem dinâmica, para avaliação do seu comportamento estrutural. A criação de acelerogramas simulados permitiu constituir a ação de base de origem dinâmica que condicionou os deslocamentos máximos permitidos para deslocamentos entre pisos, pela abordagem de “limitação de danos” preconizada na NP 1998-1 [5] seguindo a abordagem inversa (retroanálise). Constatou-se, que é para valores de massas de explosivos de TNT equivalente entre 357,2 Kg e 427,0 Kg que se atingem os valores condicionantes de deslocamentos para o sistema estrutural de ensaio. Por comparação com as normas existentes nomeadamente a NP 2074 [4], verifica-se que o limite recomendado para a estrutura caracterizada (do tipo sensível) com frequência dominante registada de 7.6 Hz é de 1,5 mm/s para velocidade de vibração (de pico), ou seja, relativamente abaixo do pico de 4,02 mm/s obtido na simulação. No que respeita à diminuição da frequência própria do sistema estrutural em análise após os eventos, e determinado o índice de danos de aproximadamente 0,03, as detonações efetuadas mantiveram sempre o sistema estrutural num regime elástico, o que se traduz numa diminuição de 2.63% rigidez global da estrutura.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a participação Professor Doutor Jorge Miguel Silveira Filipe Mascarenhas Proença, docente do Instituto Superior Técnico e à Força Aérea Portuguesa pelas condições e oportunidades proporcionadas para a realização deste trabalho.

REFERÊNCIAS

- [1] Energy, U.S. Department of Defense and U.S. Department of, The Effects of Nuclear Weapons, Third Edition, 1977.
- [2] North Atlantic Treaty Organization, "Manual on Explosives Safety Risk Analysis", Defense Investment Division - NATO, 2008.

- [3] C. E. Terrock, Blast Vibration Course, Eltham Victoria: PO Box.
- [4] Qualidade, Instituto Português da, "Avaliação da influência de vibrações impulsivas em estruturas," Instituto Português da Qualidade, 2015.
- [5] Qualidade, Instituto Português da, "Eurocódigo 8- Projeto de estruturas para resistência aos sismos Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios," Instituto Português da Qualidade, Caparica, 2010.
- [6] M. Monteiro e R. Bento, "Procedimento Experimental Para a Realização de Ensaios de Caracterização Dinâmica de Estruturas," ICIST, Lisboa, 2013.
- [7] I. B. T. Kashima, "<https://iisee.kenken.go.jp/staff/kashima/viewwave.html>," Building Research Institute, 2001. [Online]. [Acedido em 2017].
- [8] B. 6.-1. Standards, "Guide to evaluation of human exposure to vibration in buildings Part 1: Vibration sources other than," BSI, 2008.
- [9] Standards, British 5228-2, "Code of practice for noise and vibration control on construction and open sites Part 2: Vibration," BSI, 2008.
- [10] North Atlantic Treaty Organization, "Manual of NATO safety principles for the storage of military ammunition and explosives", Defense Investment Division - NATO, 2010.